

PROBABILIDADE DE RUÍNA DE ESTACAS HELICOIDAIS NAS FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Failure probability of helical foundation piles of transmission towers

Alessandro Marques das Neves*

Jeselay H. C. Reis**

RESUMO – Nos projetos de linhas de transmissão são inúmeras as variabilidades devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas. As mudanças de unidade geológicas causam variabilidade na resistência e as mudanças de microclimas inserem variabilidades nas solicitações. Desta forma, neste trabalho faz-se uma avaliação da probabilidade de ruína e da segurança de um trecho da Linha de Transmissão de alta tensão 230 kV executada em sua maioria com torres do tipo estaiadas e fundações em estacas helicoidais. O cálculo das solicitações das torres foi feito pelo software Tower considerando os mapas de vento da região. As resistências foram determinadas com base no torque de instalação das estacas, calibrados a partir de ensaios de arrancamento. Obteve-se como resultados a probabilidade de ruína e os coeficientes de segurança que permitiram concluir que quando as estacas helicoidais são executadas tendo como referência na instalação o torque de projeto a probabilidade de ruína é praticamente nula; porém, quando se toma como referência durante a instalação a profundidade mínima prevista em projeto, a probabilidade de ruína da Linha de Transmissão aumenta consideravelmente.

SYNOPSIS – In the transmission line projects there are countless amounts of variability due to the fact that the transmission line consists on a work that can be extended by a few kilometers, going through a variety of geological units and different microclimates. The geological unit changes cause variability of the ground strength and microclimates changes insert variability in the actions. This way, the work assess the failure probability and security of a patch from LT high voltage 230 kV performed mostly with the type guyed towers and foundations in helical piles. The calculation of the loading on the towers was done by the software Tower considering the wind maps of the region. Resistances were determined based on the torque installation of piles, calibrated from pullout tests. The failure probability was obtained and the safety coefficients showed that when the helical piles are performed with reference to the installation design torque the failure probability is practically nil; however, when taking as reference the minimum installation depth defined in the project, the failure probability increases considerably.

Palavras Chave – Linhas de transmissão. Fundações. Estacas helicoidais.

Keywords – Transmission lines. Foundations. Helical piles.

1 – INTRODUÇÃO

O transporte de energia elétrica entre a fonte geradora e o consumidor é realizado através de linhas de transmissão de energia elétrica de alta potência (LTs). Essas linhas de transmissão de

* Eng. Civil, Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá.

E-mail: alessandro.cap@hotmail.com

** Professor Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá.

E-mail: jeselay@hotmail.com

energia consistem em cabos aéreos devidamente afastados do solo apoiados por torres confeccionadas geralmente em aço.

As ações transferidas aos cabos e, consequentemente, às torres são definidas basicamente pelo relevo da região e por suas condições climáticas, tais como vento e temperatura.

O projeto das torres deve garantir que as torres possam suportar os cabos em qualquer condição de vento e temperatura, sendo necessária, em todos os casos, a realização de combinação de carga e identificação da condição crítica de projeto.

A maioria das torres é construída em aço, constituindo-se em estruturas treliçadas, subdivididas em torres do tipo autoportantes e estaiadas, cuja função principal é manter uma distância de segurança mínima entre o solo e os cabos de alta tensão.

Os esforços provocados pela ação dos ventos nos cabos condutores de energia elétrica e cabos para-raios, bem como na própria torre, são transferidos às fundações, as quais devem ser dimensionadas para garantir a estabilidade da torre metálica e, consequentemente, da LT quando submetida, principalmente, aos esforços de arrancamento.

O tipo de fundação mais adequada para as torres em LT deve ser definido em função da grandeza das cargas, das condições do maciço de solos, da logística de implantação das mesmas, (mão-de-obra, equipamentos necessários para sua execução) e do relevo da superfície do terreno.

Neste sentido, praticamente todos os tipos de fundação podem ser usados para apoiar torres metálicas treliçadas (grelhas, blocos, sapatas, tubulões, estacas metálicas, estacas de concreto e estacas helicoidais).

Segundo Mitsch e Clemence (1985), as estacas helicoidais são estruturas formadas por uma haste central na qual são soldadas hélices circulares.

A capacidade de carga de estacas helicoidais é uma função da resistência das camadas de solos e do grau de perturbação encontrado provocado durante a instalação. Deste modo é importante fazer a escolha de um modelo adequado de cálculo e dos parâmetros geotécnicos envolvidos. Aoki (2008) enfatiza o fato de que as fundações devem atender a critérios de segurança contra ruptura do elemento estrutural ou do maciço de solos (estado limite último ou de ruína) e não apresentar deslocamentos que comprometam a estética, a funcionalidade e durabilidade da obra (estado limite de serviço).

A abordagem de projeto com base na teoria dos estados limites é prevista e recomendada por diversas normas técnicas e consiste em estabelecer condições limites para situações típicas de projetos. Nesses casos, a segurança é garantida quando se impõe certo distanciamento da condição de projeto em relação às condições limites. Essa margem de distanciamento pode ocorrer por meio do uso dos coeficientes de segurança globais ou parciais. A margem de segurança exigida em uma determinada obra depende do grau de incerteza envolvido no caso, como por exemplo, as variabilidades envolvidas no cálculo das solicitações como vento, tipo de terreno, clima, etc. e também das variáveis envolvidas no cálculo dos esforços resistentes, como o modelo de estrutura a ser utilizado, tipo de fundações e solo.

Segundo Velloso e Lopes (2009), os parâmetros da resistência dos solos e das solicitações nas estruturas de fundação se constituem em duas grandezas independentes e aleatórias que, portanto, possuem suas variabilidades independentes. Desse modo, a segurança está intimamente ligada à identificação dessas variabilidades.

No projeto de linhas de transmissão essas variabilidades são muito maiores devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas que modificam as ações solicitantes às estruturas, de modo que é de fundamental importância a análise da segurança em base do estudo da confiabilidade e da probabilidade de ocorrência de ruína.

Neste sentido, esse trabalho faz uma avaliação da confiabilidade e probabilidade de ruína nas fundações das torres de uma linha de transmissão de 230 kV.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Geologia do local de instalação das estacas

As estacas analisadas correspondem às fundações de um trecho de linhas de transmissão executado na região rural da cidade de Assis – SP. Essa região tem como característica de relevo um planalto ondulado e suave, clima subtropical úmido, com temperatura média anual de 22 graus.

A caracterização dos solos foi feita com base em uma campanha de sondagens de simples reconhecimento com ensaios do tipo SPT. O perfil de sondagem obtido permite descrever a ocorrência de camada homogênea composta por uma areia argilosa de consistência fofa a mediantemente compacta, sem ocorrência de nível d'água (Figura 1).

2.2 – Modelagem das estruturas e obtenção das cargas nas fundações dos estais

A escolha das estruturas analisadas teve como referência critérios como intensidade e tempo de retorno dos ventos e as cargas foram extraídas do software Tower que faz o cálculo dos esforços através do MEF. Nesse software cada estrutura é definida por um arquivo de dados, gerados por menus. Basicamente, deve-se fornecer a geometria da estrutura o tipo de isolamento (suspensão, ancoragem, “line-post”, cadeia “V”, etc.) e a aplicação (máximos ângulos de balanço para cadeias de suspensão, máximos vãos gravante e médio, e máximo ângulo para aplicação na linha de transmissão).

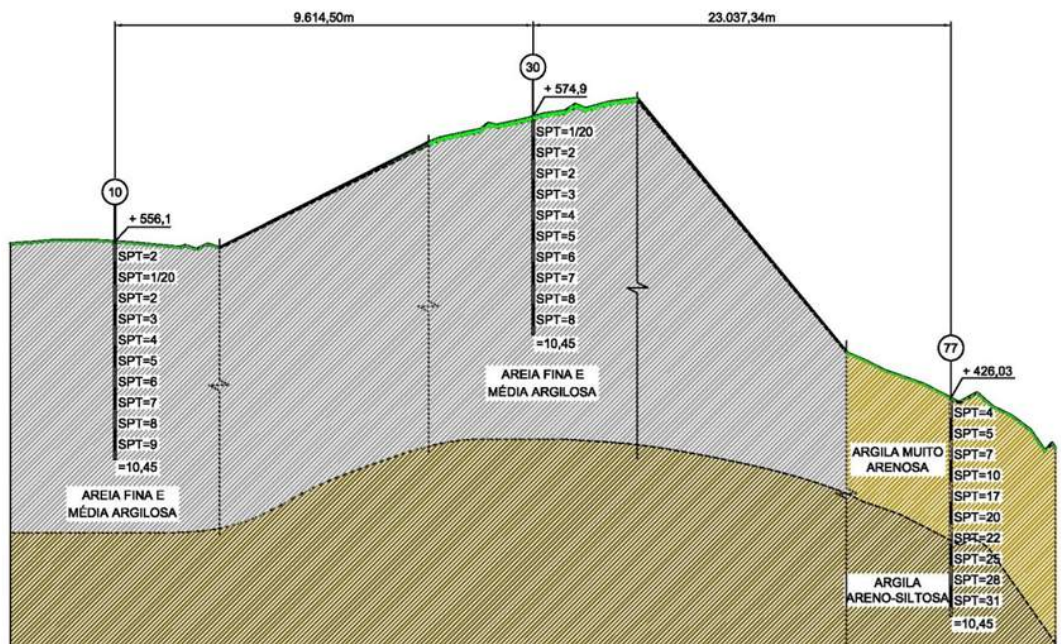


Fig. 1 – Perfil de sondagem (SPT) – Estruturas 10, 30 e 77

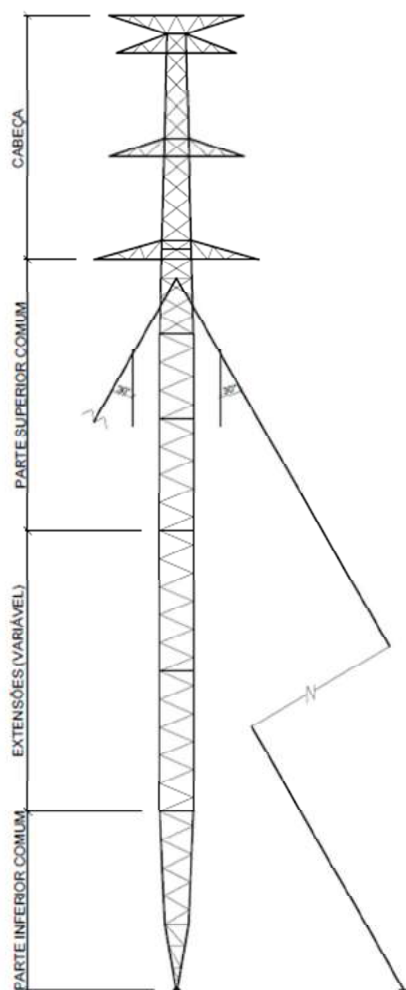


Fig. 2 – Silhueta estrutura modelada no software Tower

A torre foi modelada no programa Tower, utilizando diferentes condições de carregamento. Foram geradas árvores de carregamento adotando velocidade de vento entre 20 m/s e 30 m/s variando de 2 em 2 m/s e entre 30 m/s e 50 m/s, variando de 5 em 5 m/s. Foram adotados também ventos atuando de 0° a 360° variando de 10° em 10°, para cada uma das velocidades de vento utilizadas no projeto. Tendo como base a NBR 5422 - Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica, foram geradas árvores de combinações de 10 hipóteses de carregamento.

A Figura 2 apresenta a silhueta da estrutura analisada considerando cada hipótese de carregamento, onde foram obtidas as forças axiais resultantes nos estais e no mastro. As ações nas estruturas foram definidas considerando o terreno pouco acidentado sem muitas interferências, com altitude média da região de 500 m, temperatura mínima de -2°C, temperatura EDS de 20°C, temperatura coincidente de 16°C, temperatura de projeto de 83°C com período de retorno de 150 anos e período de integração de 30 segundos. A altura de atuação do vento foi considerada de 22 m, com fator n para correção da velocidade do vento em função da altura de 11 m. Os coeficientes de correlação para obtenção da velocidade de vento k_d , que se refere à correção do período de integração do vento, e k_r , que se refere à rugosidade do terreno, foram, respectivamente, 1,000 e 1,209. A velocidade de vento básico foi de 27,78 m/s e a velocidade de vento de projeto de 37,82

m/s. A massa específica do ar foi de $1,164 \text{ kg/m}^3$ e a pressão dinâmica de referência foi $84,89 \text{ kgf/m}^2$.

2.3 – Modelo da estaca em estudo

A estaca helicoidal é um sistema de fundação profunda segmentada com placas de rolamento helicoidais soldada em uma haste de aço (Figura 3). A carga é transferida a partir do eixo para o solo através destas placas de apoio. A primeira seção ou seção principal contém as placas helicoidais; esta seção pode consistir de uma única hélice ou até quatro hélices. Podem ser adicionadas hélices, se necessário, com o uso de extensões helicoidais. As seções são unidas por parafusos onde a profundidade de instalação é limitada apenas pela capacidade do solo verificada em projeto.

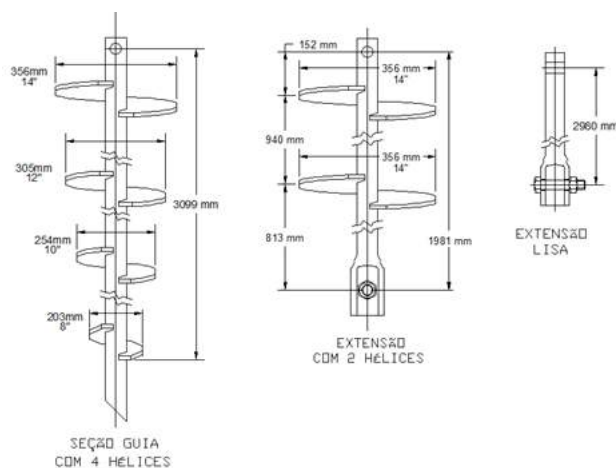


Fig. 3 – Modelo de estaca helicoidal utilizada

2.4 – Local e quantidade de ensaios

Os ensaios foram executados na região rural de Assis-SP em um trecho onde foram construídas torres metálicas do tipo estaiadas pertencentes a linha de transmissão 230kV. Foram ensaiadas as estacas pertencentes as fundações das torres 10, 30 e 77, onde foram executados ensaios de arrancamento utilizando como reação um tripé e estaca metálica helicoidal com diâmetros de 8”, 10”, 12” e 14”.

As estacas foram instaladas por um rotor hidráulico conectado a uma retroescavadeira. O ângulo de instalação da estaca foi medido com um gabarito e um nível de bolha (Figura 4). As cargas foram aplicadas de forma axial às fundações e medidas com célula de carga inserida, em série, no topo do mesmo. Os deslocamentos do topo foram medidos com relógios comparadores com precisão de 0,01 mm (Figuras 5 e 6).

O equipamento para aplicação de carga foi constituído por um cilindro hidráulico alimentado por bomba manual atuando contra um sistema de reação estável; este cilindro hidráulico deve possuir capacidade mínima de 60 tf de carga e curso de êmbolo mínimo de 100 mm.

Um tripé de reação foi utilizado para apoiar o cilindro hidráulico, onde a distância do eixo da estaca ensaiada até o ponto mais próximo do apoio do tripé seja, no mínimo, igual a 3 vezes o diâmetro da estaca ($3 \times 3 \frac{1}{2}'' = 257,25 \text{ mm}$ ou 1,50 m) (ABNT NBR 12131, 2006).



Fig. 4 – Procedimento de instalação da estaca helicoidal



Fig. 5 – Tripé para aplicação das cargas axiais da estaca



Fig. 6 – Detalhes do equipamento para aferição do deslocamento da estaca

2.5 – Ensaios das estacas helicoidais

Foram realizados dois ciclos de carga como sugerido por Fellenius (1975): **1º Ciclo: 100% da carga máxima da estaca e 2º Ciclo: 130% da carga máxima da estaca.**

Antes da execução do 1º Ciclo e do 2º Ciclo de Carga, foi aplicada uma pré-carga com valor de 10% da carga máxima do ensaio, a fim de se retirar as folgas existentes no sistema. A pré-carga foi mantida por 1 minuto e, ao final desse período, foram feitos os ajustes nos equipamentos e registradas as leituras iniciais, para início efetivo do ensaio. O Ciclo de aplicação de carga deverá sempre partir da carga de ajuste (pré-carga).

O carregamento dos Ciclos de Carga foi feito em estágios de 10 em 10% até chegar a 100% ou 130% da carga máxima e intervalo de 5 minutos entre cada um. Ao final de cada estágio, foi registrado os deslocamentos ocorridos.

1º Ciclo:

O 1º Ciclo partiu da pré-carga (10% da carga máxima prevista), o primeiro estágio vai da pré-carga até 20% da carga máxima do ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 30% da carga máxima do ensaio, sucessivamente até chegar a 100%.

O descarregamento foi feito também em estágios com a seguinte sequência: 50% da carga máxima, 10% da carga máxima até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos foram feitas ao final de 5 minutos, com exceção da última leitura no descarregamento total que foi feita depois de 10 minutos.

2º Ciclo:

O 2º Ciclo partiu da pré-carga (10% da carga máxima prevista), o primeiro estágio foi de 10 em 10% da carga máxima do ensaio até chegar a 100% da carga máxima de ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 130% da carga máxima do ensaio.

O descarregamento foi feito também em estágios na mesma sequência de 100%, 50% e 10% até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos foram feitas ao final de 5 minutos. O último estágio correspondeu a pré-carga (10% da carga máxima prevista), considerada como leitura zero, com a respectiva leitura do deslocamento feita ao final do período de 10 minutos.

2.6 – Determinação da resistência com a profundidade das estacas

Mitsch e Clemence (1985) estudaram a superfície de ruptura do solo em torno de ancoragens helicoidais e observaram que para uma pequena relação de H_1/D_1 a superfície de ruptura acima da hélice de todo estendesse até a superfície do terreno. Nesta expressão, H_1 é a distância da hélice do topo até a superfície do terreno e D_1 é o diâmetro desta hélice.

O comportamento na ruptura das estacas helicoidais é separado em rasas e profundas, baseado na relação H_1/D_1 . Os valores limites da razão $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$ é dada em função do ângulo de atrito interno do solo. Já para solos argilosos, esta variação é dada em função da coesão (Das, 1990).

A depender do ângulo de atrito do solo e da relação H_1/D_1 a superfície de ruptura pode ou não atingir a superfície do terreno. Quando isto ocorre diz-se que a ancoragem é profunda (Das, 1990). Para Mitsch e Clemence (1985), nas areias com densidade relativa entre 44% e 90%, a relação $(H_1/D_1)_{cr}$ é 5. De acordo com Stephenson (2003), uma razão profundidade sobre o diâmetro da estaca H_1/D_1 igual a três será suficiente para que a ruptura seja considerada profunda, independentemente do tipo de solo. Hoyt e Clemence (1989) comentam que tem sido relatado por diversos pesquisadores que a razão crítica varia entre 3 e 8. A profundidade mínima é uma relação direta com o diâmetro das hélices da estaca sendo que a distância entre elas deve ser superior a 3

vezes o diâmetro e distância da última hélice até a superfície superior a igual 5 vezes o diâmetro, conforme a seguinte equação:

$$L_{\min} = 3(D_1 + D_2 + D_3 \dots + D_n) + 5D_u \quad (1)$$

em que $L_{\min}$ é a profundidade mínima da estaca; D_1 , D_2 , D_n são os diâmetros das hélices e D_u é o diâmetro da última hélice.

Das (1990) apresenta valores de variação da razão crítica com o ângulo do atrito interno para solos granulares (Tabela 1). Para solos argilosos, o mesmo autor sugere uma função da coesão:

$$\left(\frac{H_1}{D_1} \right) = 0,107c + 2,5 \leq 7 \quad (2)$$

em que H_1 é a altura entre a superfície do solo e a última hélice; D_1 é o diâmetro da última hélice e c é o intersepto de coesão.

Tabela 1 – Valores de $(H_1/D_1)_{cr}$ em função do ângulo de atrito (Das, 1990)

Ângulo de atrito do solo, ϕ (°)	$(H_1/D_1)_{cr}$
25	3
30	4
35	5
40	7
45	9
48	11

2.7 – Determinação da resistência a tração – Métodos Empíricos (Hoyt & Clemence – 1989)

Segundo Carvalho (2007) os métodos empíricos calculam a capacidade de carga do sistema estaca-solo utilizando o torque de instalação medido relacionado com fatores empírico desenvolvidos de relações estatísticas e de resultados relacionando o torque e a capacidade de carga de provas de carga, válidos tanto para solos arenosos como argilosos.

Para Chance (1994), a capacidade de carga é determinada multiplicando a capacidade de suporte da unidade de solo na altura de cada hélice pela área projetada da mesma. Esta capacidade é geralmente definida como a capacidade de carga teórica final porque se baseia em parâmetros do solo que são diretamente medidos ou empiricamente derivados dos estudos de sondagem do solo.

Uma alternativa para o cálculo da capacidade de carga em função do torque de instalação foi desenvolvida por Hoyt e Clemence (1989). Esse método empírico relaciona a energia de torção requerida para instalar uma estaca helicoidal com sua capacidade de carga. A equação seguinte tem como parâmetro o fator K_t , cujos valores variam de 33 m^{-1} a 39 m^{-1} (Chance, 1994):

$$Q_u = K_t.T \quad (3)$$

Segundo Hoyt e Clemence (1989), o fator empírico K_t que relaciona o torque e a capacidade de carga à tração varia em função do diâmetro do fuste (Tabela 2). Por outro lado, Perko e Rupiper (2000), em um estudo sobre a relação entre torque e a capacidade de carga, apresentaram valores de K_t em função do diâmetro do fuste (Tabela 3).

Tabela 2 – Valores recomendados de K_t em função do diâmetro do fuste da estaca (Hoyt e Clemence, 1989)

Diâmetro do fuste	K_t
< 89mm	33 m ⁻¹
89mm	23 m ⁻¹
129mm	9,8 m ⁻¹

Tabela 3 – Valores recomendados de K_t em função do diâmetro do fuste da estaca (Perko e Rupiper, 2000)

Diâmetro do fuste	K_t
76mm	23 m ⁻¹
64mm	30 m ⁻¹

2.8 – Determinação da carga de ruptura pela extrapolação da curva carga x deslocamento

Conforme metodologia proposta por Perko (2009) para determinação da carga de ruptura durante os ensaios das estacas helicoidais, adotou-se como critério de ruptura a ordem de 10% do diâmetro da última hélice a penetrar no solo. Por exemplo, se o diâmetro da última hélice da estaca possui 35 cm, a carga de ruptura será determinada quando o deslocamento atingir o deslocamento de 3,5 cm (recalque diferencial máximo).

O método de Chin (1970) citado por Fellenius (1980) e Navajas e Niyama (1996) considera que a região próxima da ruptura da curva carga deslocamento pode ser descrita por uma função hiperbólica:

$$Q = \frac{w}{C_2 + C_1 \cdot w} \quad (4)$$

onde Q é a carga aplicada, w é o deslocamento e C_2 e C_1 são constantes de ajuste da função dependente da rigidez dos sistema estaca-solo e capacidade de carga, respectivamente. Os valores de carga são divididos pelos valores de recalque correspondentes e plotados em um gráfico versus recalque, como na Figura 7.

A Equação 4 pode ser linearizada como mostrado na Figura 7, onde as constantes C_2 e C_1 são definidas pelo intercepto com o eixo w/Q e a inclinação da reta no plano cartesiano w/Q versus w , respectivamente.

A carga de ruptura (R_u) é o limite desta expressão, quando $w \rightarrow \infty$, ou seja, é o inverso do coeficiente angular da reta:

$$R_u = \frac{1}{C_1} \quad (5)$$

O método de Chin é aplicável tanto em ensaios rápidos como nos lentos, desde que em cada estágio de carregamento os acréscimos de carga sejam mantidos durante intervalos de tempos iguais.

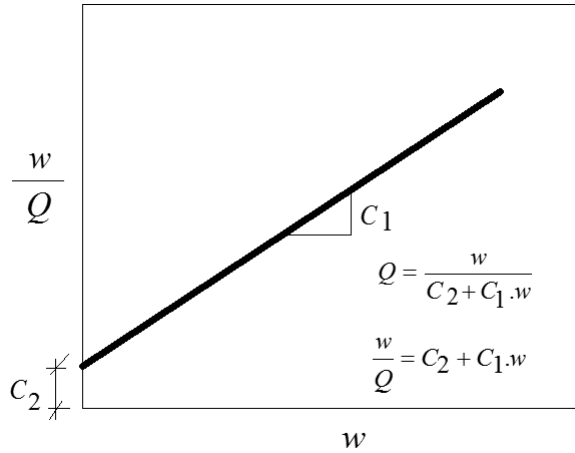


Fig. 7 – Equação de Chin linearizada (Alonso, 1991)

2.9 – Avaliação da probabilidade de ruína

Dada a variabilidade existente tanto na resistência (R) como na solicitação (S), pode-se fazer uma análise estatística e construir curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$, conforme ilustrado na Figura 8 para o caso da distribuição normal simétrica, onde se representa os valores médios de solicitação e de resistência ($S_{méd}$ e $R_{méd}$, respectivamente), bem como os pontos A e B, de inflexão das curvas S e R, que caracterizam os respectivos valores de desvio padrão (σ_s e σ_r), os quais quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias $S_{méd}$ e $R_{méd}$ analisadas. Essa dispersão também pode ser expressa pelos coeficientes de variação:

$$V_S = \frac{\sigma_s}{S_{méd}} = \text{coef. de variação da solicitação} \quad (6)$$

$$V_R = \frac{\sigma_r}{R_{méd}} = \text{coef. de variação da resistência} \quad (7)$$

No entanto, o conceito de fator de segurança global (Fs) envolve a relação entre os valores médios de resistência ($R_{méd}$) e de solicitação ($S_{méd}$), conforme apresentado na equação a seguir.

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (8)$$

Os valores característicos das resistências são determinados considerando-se a variabilidade dos resultados experimentais. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior que corresponde ao valor de 5% da respectiva distribuição, ou seja pelo menos 95% dos valores das resistências dos resultados experimentais devem ser superiores à resistência característica calculada R_k (Fusco, 1977).

Na realidade, nas fundações, sempre ocorrerá variabilidade nos valores das resistências (R) e solicitações (S). Na Figura 8, pode-se constatar que o fator de segurança global indica não só o afastamento entre os valores médios de resistência e de solicitação, mas o próprio afastamento

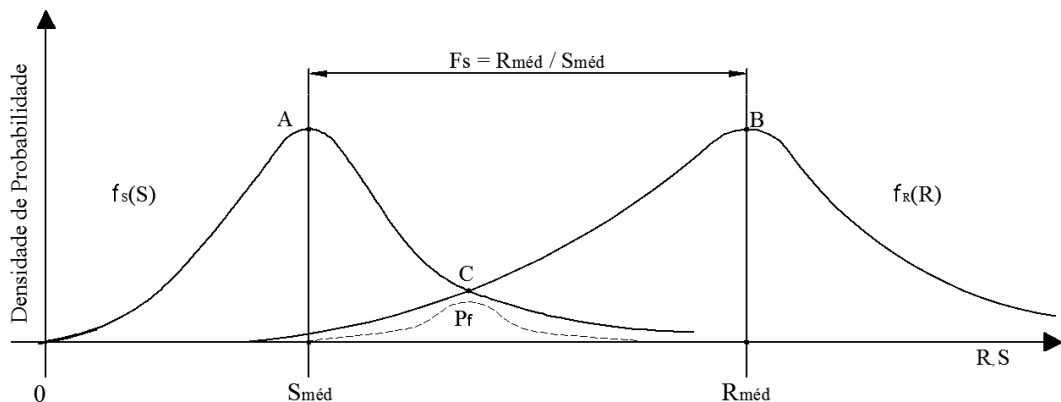


Fig. 8 – Representação gráfica da função probabilidade de ruína

entre as curvas ou a posição relativa entre elas. Quanto maior o fator de segurança global, maior a distância entre as curvas, e vice-versa.

Nessas curvas, que se interceptam no ponto C, constata-se haver pontos em que a solicitação supera a resistência, caracterizando uma situação de ruína. Incluindo-se a curva de densidade de probabilidade de ruína, representada pela linha pontilhada, na região de superposição, ou seja, abaixo da curva resistência à esquerda do ponto C e abaixo da curva de solicitação à direita desse ponto, a probabilidade total de ruína (P_f) da fundação corresponde à área situada abaixo dessa curva.

Cardoso e Fernandes (2001) apresentam uma expressão para o cálculo do parâmetro β , para correlação estatística da probabilidade de ruína considerando distribuição normal:

$$\beta = \left(1 - \frac{1}{F_s}\right) / \left[V_r^2 + \left(\frac{1}{F_s}\right)^2 V_s^2 \right]^{0,5} \quad (9)$$

Ang e Tang (1984) demonstram que a função probabilidade de ruína tem uma relação direta com β conforme pode-se verificar na equação seguinte:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (10)$$

onde Φ traduz-se estatisticamente como uma função de distribuição normal.

A letra f, subscrita em P_f , é a inicial da palavra inglesa “failure”, que nesse contexto de engenharia civil, significa falência, colapso, ruptura ou ruína. Na teoria geral de confiabilidade, independentemente da aplicação, essa palavra pode ser traduzida para o português como falha, resultado da expressão probabilidade de falha. Na aplicação em engenharia, porém, é mais adequada a probabilidade de ruína.

Nota-se que ao aproximar as curvas de solicitação e de resistência, ou seja, diminuir o fator de segurança global, aumenta-se a área correspondente à probabilidade de ruptura. Então pode-se deduzir que quanto menor o fator de segurança global (mais próximas as curvas de solicitação e de resistência), maior a probabilidade de ruína e, também, quanto maior for o fator de segurança global menor é a probabilidade de ruína. Portanto, há uma relação intrínseca entre F_s e P_f . Em toda

a fundação, caracterizadas as variabilidades de (R) e de (S), tem-se uma probabilidade de ruína implicitamente a cada valor especificado de Fs.

3 – RESULTADOS

3.1 – Cargas atuantes nas estruturas

Os esforços solicitantes nos estais das estruturas foram calculados através do software Tower, considerando os parâmetros das estações anemométricas da região da LT onde se resultaram as velocidades de vento de projeto (Tabela 4), foram consideradas para o cálculo das solicitações nos estais as hipóteses mais críticas de carregamento da estrutura (vento máximo a 75° e vento máximo a 90°), considerando um período de retorno de 150 anos com tempo de duração de 10 minutos (Figura 9).

Tabela 4 – Velocidades de vento de projeto, terreno tipo B, medições a 10m de altura

Período de retorno (anos) / tempo de média	Velocidades (km/h)	Pressões (kgf/m ²)
150 / 10 minutos	115	60.00
150 / 3 segundos	170	131.10
50 / 10 minutos	100	45.37
50 / 30 segundos	120	65.33
30 / 30 segundos	115	60.00
2 / 30 segundos	90	36.75

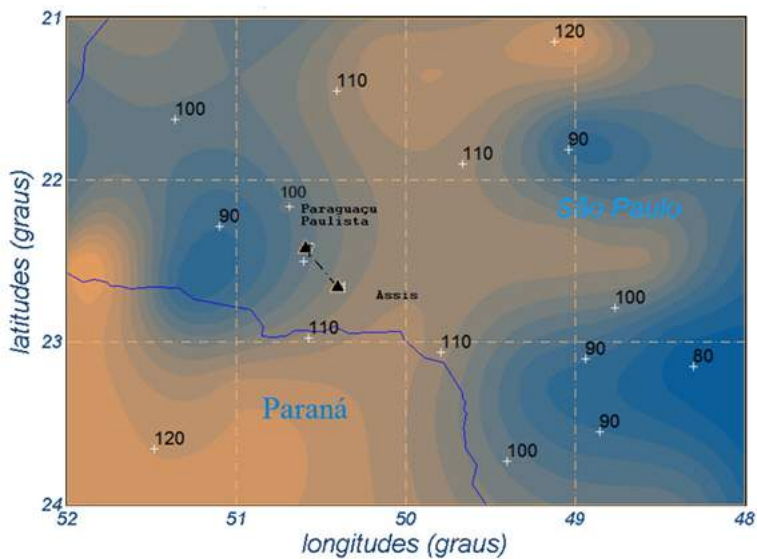


Fig. 9 – Isótopas (km/h) para 150 anos / 10 minutos

3.2 – Cargas resultantes nas estruturas em cada estai

Na Tabela 5 podem-se verificar as cargas solicitantes nos estais de cada uma das estruturas pertencentes à linha de transmissão em cada hipótese de carregamento. Em seguida são apresentados os dados estatísticos e na Figura 10 mostra-se o gráfico de distribuição e frequência referente às solicitações.

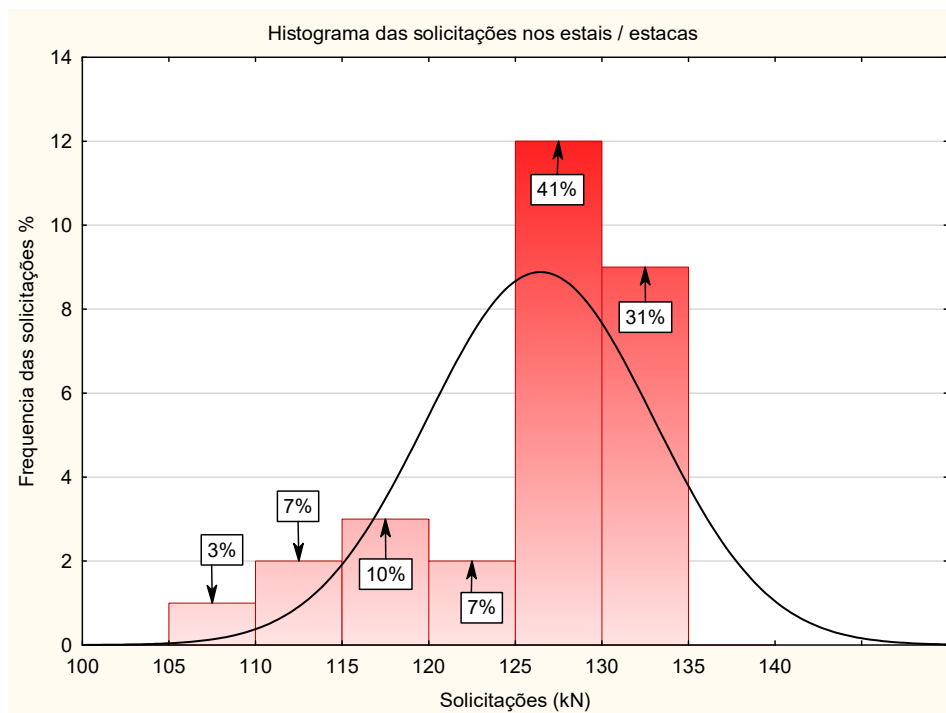


Fig. 10 – Histograma das solicitações nos estais considerando vento máximo atuante nas torres em função de sua altura

De acordo com a Tabela 5, tem-se que a solicitação média ($S_{méd}$) foi de 128,64 kN, com desvio padrão das solicitações (σ_s) de 6,511, correspondendo ao coeficiente de variação das solicitações (V_s) de 0,051.

3.3 – Ensaios nas estacas

Nas Figuras 11 a 13 estão apresentados os resultados dos ensaios mostrados pelas curvas cargas x deslocamento das estacas helicoidais das torres 10, 30 e 77 para os dois ciclos de carregamento.

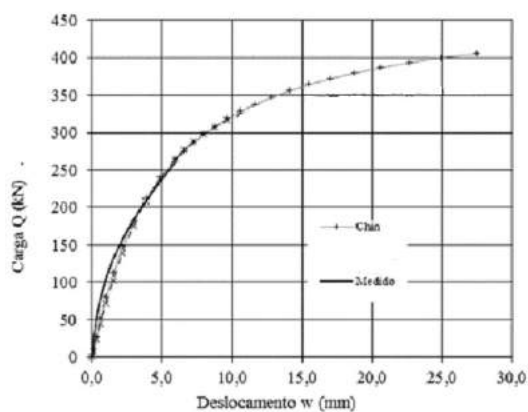
Observa-se que cada ensaio da estaca da torre corresponde a dois ciclos de carregamento o primeiro ciclo corresponde a carga máxima de ensaio de 260 kN e o segundo ciclo corresponde aos 130% da carga máxima de ensaio igual a 338 kN.

Tabela 5 – Hipóteses de carregamento em cada estrutura

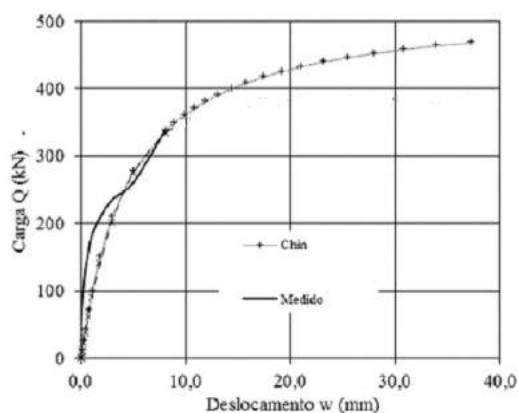
Torres	Altura das estruturas (m)	Hipóteses de carga	Estais mais solicitados	Força de tração resultante nos estais (kN)
T10	29,00	V.Max. 45 graus	E4	119,576
T18	29,00	V.Max. 45 graus	E4	117,424
T19	33,50	V.Max. 45 graus	E4	128,432
T20	36,50	V.Max. 45 graus	E4	133,294
T21	33,50	V.Max. 45 graus	E4	125,488
T22	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,931
T24	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,943
T30	33,50	V.Max. 45 graus	E4	127,526
T35	35,00	V.Max. 45 graus	E4	128,640
T36	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,262
T37	27,50	V.Max. 45 graus	E4	113,442
T39	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,282
T40	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,970
T41	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,173
T42	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,215
T43	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,793
T44	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,984
T45	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,362
T46	36,50	V.Max. 45 graus	E4	132,032
T47	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,649
T50	33,50	V.Max. 45 graus	E4	123,712
T54	27,50	V.Max. 45 graus	E4	114,482
T55	32,00	V.Max. 45 graus	E4	122,990
T56	21,50	V.Max. 45 graus	E4	106,872
T57	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,031
T62	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,906
T63	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,718
T64	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,553
T77	29,00	V.Max. 45 graus	E4	119,648

3.4 – Determinação da carga de ruptura e interpretação das provas de carga

Conforme metodologia proposta por Terzaghi (1942) para estacas pré-moldadas a determinação da carga de ruptura durante os ensaios das estacas helicoidais é obtida com a carga correspondente a um deslocamento numericamente igual a 10% do diâmetro da estaca. Neste trabalho, adotou-se como critério de ruptura 10% do diâmetro da última hélice a penetrar no solo, ou seja, quando a última hélice tiver, por exemplo, 35 cm o recalque diferencial máximo será de 3,5 cm sendo a carga de ruptura a observada neste deslocamento.

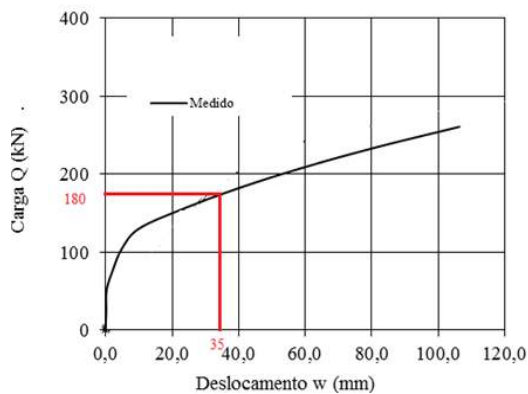


a) Primeiro Carregamento

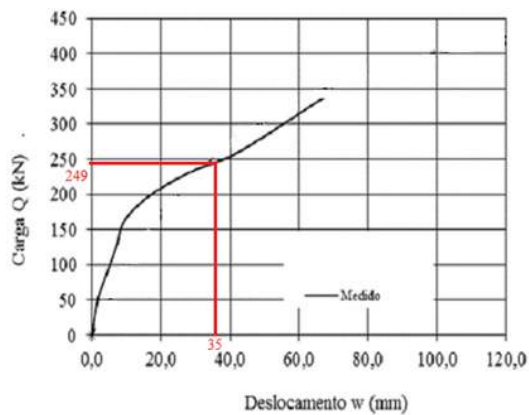


b) Segundo Carregamento

Fig. 11 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 10

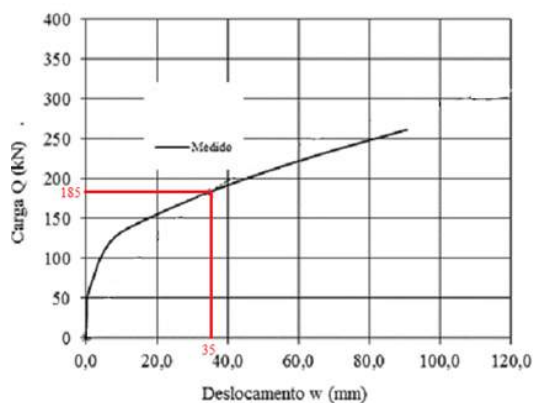


a) Primeiro Carregamento

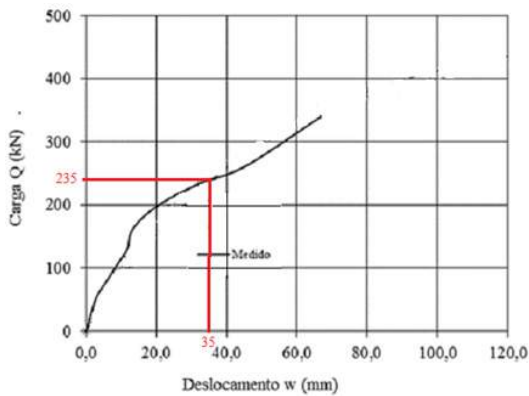


b) Segundo Carregamento

Fig. 12 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 30



a) Primeiro Carregamento



b) Segundo Carregamento

Fig. 13– Curva carga versus deslocamento na estaca torre 77

Quando, durante o ensaio de arrancamento, a carga máxima não foi suficiente para mobilizar deslocamentos superiores à 10% do diâmetro da última hélice, extrapolou-se a curva carga x deslocamento usando a equação de Chin (1970).

A capacidade de carga obtida com a extrapolação da curva carga *versus* deslocamento foi usada para calibrar a relação empírica, determinando-se o coeficiente K_t (Figura 14).

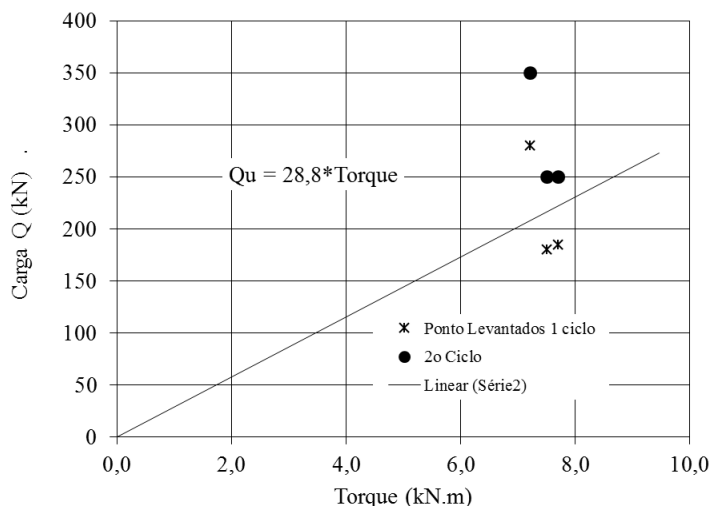


Fig. 14 – Relação $Q_u = K_t.T$

3.5 – Torques aferidos e resistências calculadas conforme critério de ruptura

Realizou-se, no mesmo alinhamento do traçado da Linha de Transmissão, a instalação de mais 116 estacas correspondentes as fundações de 29 estruturas. Os torques coletados e utilizados nesse trabalho referem-se ao estai mais solicitado de cada estrutura, conforme verifica-se na Tabela 5. Os torques foram aferidos em duas situações distintas: durante a instalação das estacas, considerando uma profundidade mínima de 6,2 m (Tabela 6) e ao final da estaca, considerando torque de projeto estimado em 7,5 kN.m (Tabela 7).

A resistência ao arrancamento das estacas foi determinada com base na seguinte equação, obtida através da correlação entre o torque medido e a resistência obtida nos ensaios de arrancamento, o respectivo ajustamento da equação apresenta-se na Figura 14:

$$Q_u = 28,8 Torque \quad (11)$$

A Figura 15 mostra o histograma de distribuição de resistência ao arrancamento calculada com os torques medidos correspondentes a profundidade mínima de projeto. A Figura 16 mostra o histograma de distribuição de resistência ao arrancamento calculada com os torques medidos no final da instalação ou torque de instalação final. Sobre esses histogramas foi ajustado o modelo de distribuição normal e determinados os parâmetros estatísticos correspondentes para cada caso (média, desvio padrão e coeficiente de variação).

Na Tabela 6 são mostrados os valores de resistência obtidos no final da instalação das estacas em sua profundidade mínima, de modo que se calculou a resistência média ($R_{méd}$) de 146,16 kN, com desvio padrão das resistências (σ_r) de 18,36 kN e coeficiente de variação das resistências (V_r) de 0,1256.

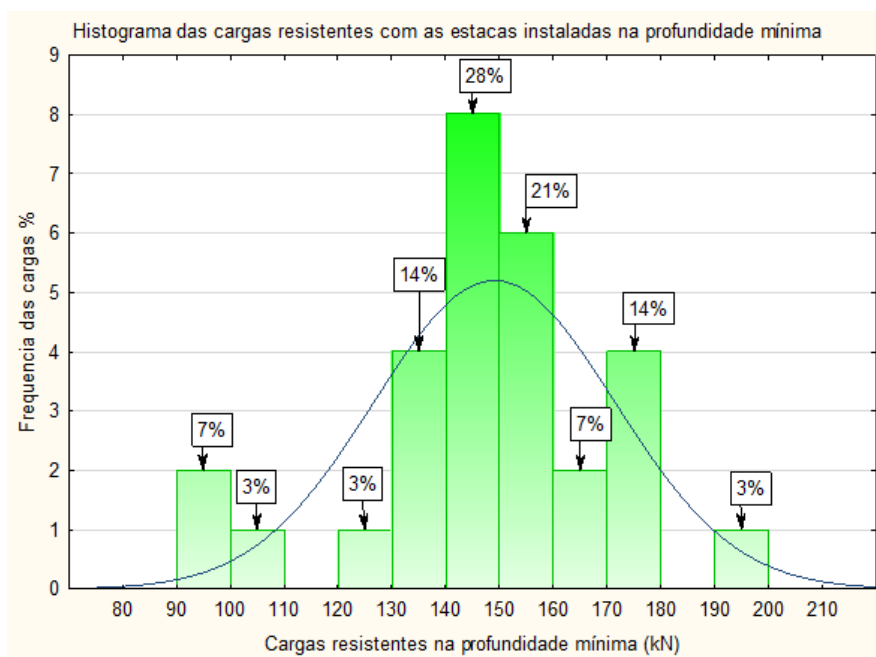


Fig. 15 - Histograma das cargas resistentes referentes a profundidade mínima

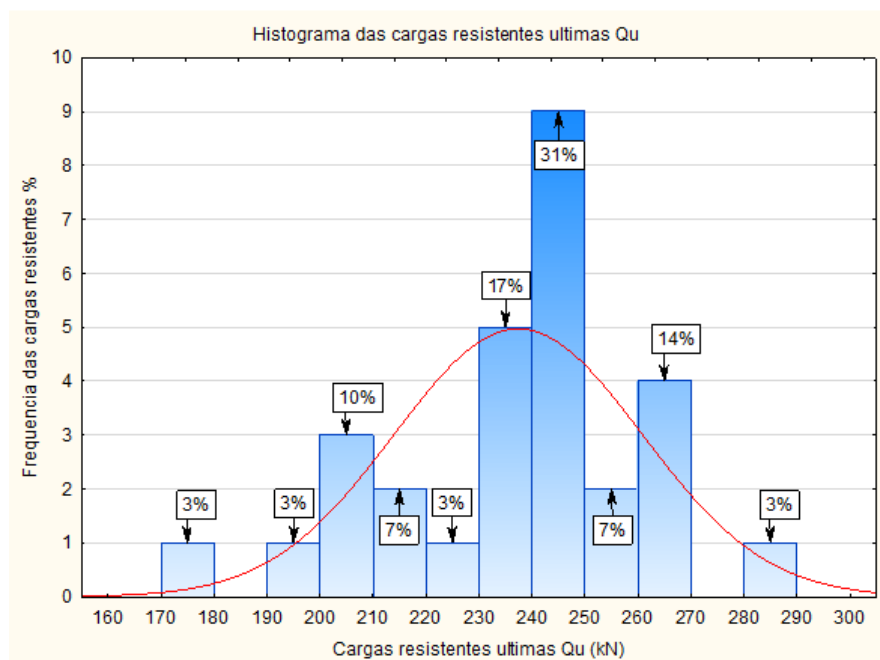


Fig. 16 - Histograma considerando os torques aferidos no final da instalação das estacas

Tabela 6 – Torques e Resistências calculadas considerando a profundidade mínima

Estacas instaladas referentes aos torques considerando profundidade mínima		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistência (kN)
T.10	4,75	136,80
T.18	5,43	156,24
T.19	5,43	156,24
T.20	4,75	136,80
T.21	5,08	146,16
T.22	5,08	146,16
T.24	4,62	133,06
T.30	5,43	156,24
T.35	4,40	126,72
T.36	5,08	146,16
T.37	5,43	156,24
T.39	4,75	136,80
T.40	6,00	172,80
T.41	5,08	146,16
T.42	5,75	165,60
T.43	5,08	146,16
T.44	5,43	156,24
T.45	5,08	146,16
T.46	5,80	167,04
T.47	6,10	175,68
T.50	6,10	175,68
T.54	5,08	146,16
T.55	5,08	146,16
T.56	4,30	123,84
T.57	6,10	175,68
T.62	4,75	136,80
T.63	5,43	156,24
T.64	3,73	107,28
T.77	6,78	195,12

Na Tabela 7 são mostrados os valores de resistência obtidos no final da instalação das estacas quando a mesma atingiu seu torque de projeto, de modo que se calculou a resistência média (R_m) de 242,21 kN, com desvio padrão das resistências (σ_r) de 23,28 kN e coeficiente de variação das resistências (V_r) de 0,0961.

3.6 – Coeficiente de segurança

Conforme a formulação de Fusco (1974), foi obtido o coeficiente de segurança de cálculo F_s . Os valores da resistência média e desvio padrão calculados conforme vimos no item anterior. Os valores da solicitação média e seu desvio padrão foram calculados com esses dados utilizando a formulação de Fusco (1974) e Cardoso e Fernandes (2001) e, assim, obtemos os seguintes resultados para cada caso de critério de ruptura:

a) Critério considerando a profundidade mínima de projeto: A probabilidade de risco obtida entre as solicitações máximas nas fundações e a resistência calculada considerando como parâmetro de cálculo o torque medido na profundidade mínima de projeto, conforme formulação

de Cardoso e Fernandes (2001) obtemos um coeficiente β igual a 0,899 e obtemos um coeficiente de segurança para as fundações de $F_s = 1,13$ para uma probabilidade de risco de ruína de 1/5, como pode-se visualizar no histograma solicitação versus resistência da Figura 17.

b) Critério considerando torque ultimo de instalação: Considerando-se o histograma da Figura 18, a probabilidade de ruína obtida foi de 1/754646, correspondente ao coeficiente β igual a 4,69, obtendo-se um coeficiente de segurança para as fundações de $F_s = 1,88$. Nota-se, na Figura 18, que a área abaixo da interseção entre as curvas de distribuição da resistência e solicitação praticamente não existe o que configura uma probabilidade de ruína muito baixa.

Tabela 7 - Torques medidos e resistência considerando os torques finais de instalação ou de projeto

Estacas instaladas com torques de projeto		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistência (kN)
T.10	7,20	207,36
T.18	8,41	242,21
T.19	8,27	238,18
T.20	8,41	242,21
T.21	8,27	238,18
T.22	8,13	234,14
T.24	8,41	242,21
T.30	7,50	216,00
T.35	8,95	257,76
T.36	8,95	257,76
T.37	8,00	230,40
T.39	9,08	261,50
T.40	9,08	261,50
T.41	9,08	261,50
T.42	8,13	234,14
T.43	8,68	249,98
T.44	8,41	242,21
T.45	8,41	242,21
T.46	8,41	242,21
T.47	9,36	269,57
T.50	6,24	179,71
T.54	7,21	207,65
T.55	7,05	203,04
T.56	9,76	281,09
T.57	7,40	213,12
T.62	6,91	199,01
T.63	8,68	249,98
T.64	8,54	245,95
T.77	7,70	221,76

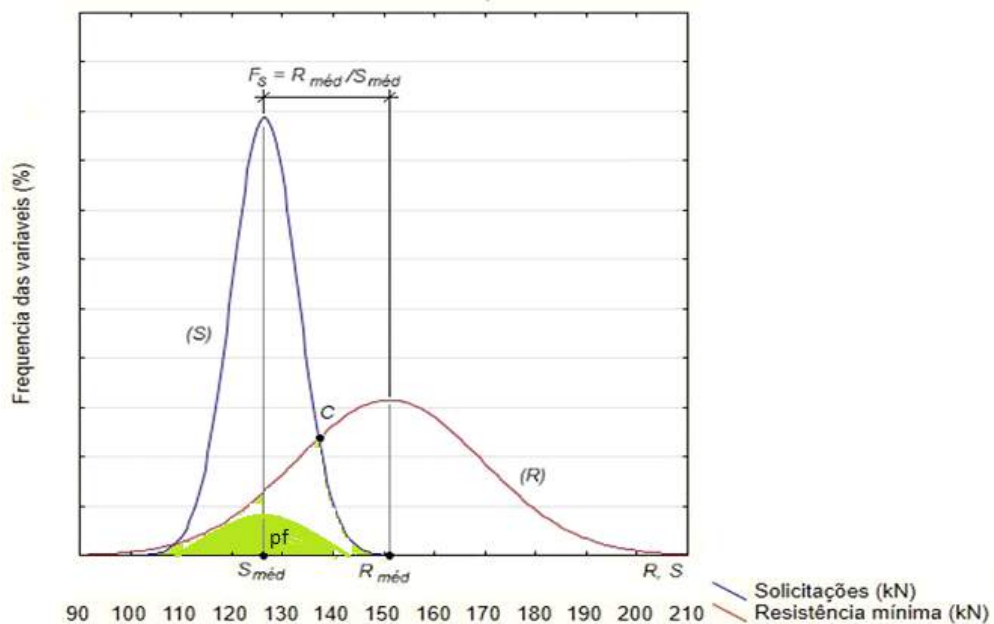


Fig. 17 – Representação gráfica da função de probabilidade de ruína para as estacas instaladas em sua profundidade mínima de projeto

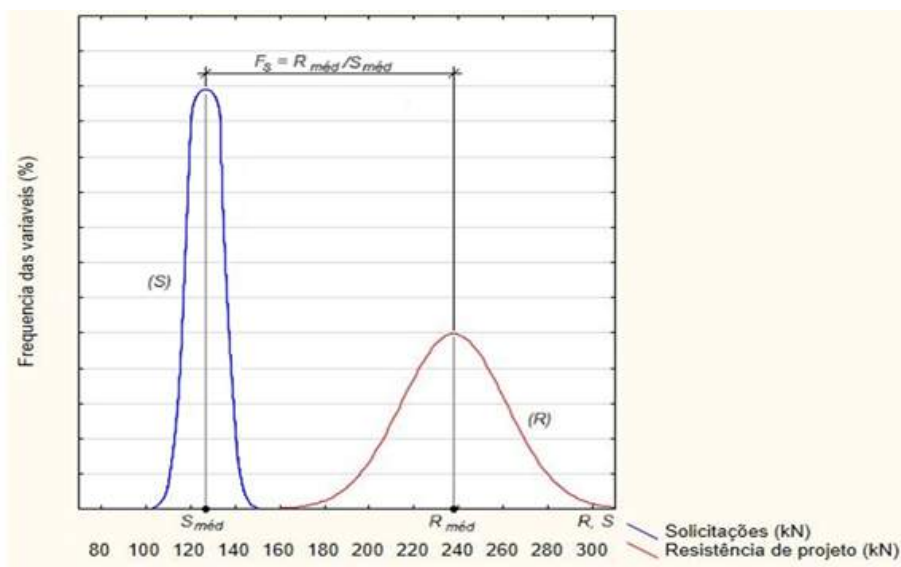


Fig. 18 - Representação gráfica da função de probabilidade de ruína para as estacas instaladas conforme torque de projeto

4 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os fatores de segurança obtidos não devem ser os únicos parâmetros para se definir a concepção dos projetos de fundações para linhas de transmissão devido ao grande número de variáveis que influenciam nos resultados dos coeficientes de segurança. Por isso é de fundamental importância considerar o tamanho da população na estimativa da probabilidade de ruína e também avaliar de forma criteriosa a dispersão ou desvio-padrão das amostras de dados a serem avaliadas.

A escolha do método adequado para avaliar a ruptura física, tanto na extrapolação da curva carga versus deslocamento, como na obtenção da ruptura do elemento estrutural de fundação fixando-se um deslocamento máximo para caracterizar a ruptura, é de fundamental importância para obtenção de uma correlação empírica coerente para o cálculo da resistência a tração do conjunto estaca e solo. A execução das provas de cargas ou chamados ensaios de convalidação evidenciam-se também por serem fatores de grande relevância para o sucesso do estudo da probabilidade de ruína de um elemento estrutural de fundação, para que se tenham resultados eficientes é primordial que os ensaios sejam executados com procedimentos e materiais adequados para que as informações aferidas durante o ensaio não sejam equivocadas.

Existem algumas incertezas referentes à profundidade exata em que cada estaca será instalada, isso ocorre devido a variabilidade do maciço de solo que nem sempre as sondagens do tipo SPT conseguem identificar. Pode-se constatar, pelos resultados obtidos, que o parâmetro mais adequado para se paralisar a instalação da estaca é o próprio torque de instalação que pode variar de acordo com a camada de solo que está atravessando e a profundidade.

A correlação empírica utilizada para calcular a capacidade de carga das estacas também pode influenciar de maneira significativa no dimensionamento das estacas e até a probabilidade de ocorrência de ruína da mesma. Por isso, quando se utiliza métodos empíricos para dimensionamento, é muito importante executar ensaios de arrancamento para calibração da correlação (K_t) e validação de acordo com as normas vigentes e com equipamentos e materiais adequados e aferidos. Além disso, também se torna necessário fazer um pré-dimensionamento da estaca utilizando uma metodologia adequada para o dimensionamento de acordo com a necessidade da obra.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na avaliação de probabilidade de ruína em LTs faz-se necessário definir cenários de análise para os quais se deve fazer o cálculo das solicitações nas fundações. Nesse caso, deve-se escolher como primeira hipótese de carregamento na torre, o vento máximo com duração de 10 minutos e período de retorno de 150 anos, fazendo-se as devidas correções para os fatores de rajada conforme exigido pelas normas internacionais IEC.

Quando se refere às fundações, a probabilidade de ruína é uma função da variabilidade do elemento estrutural de fundação considerando-se o conjunto estaca e solo. Como as LTs são obras com grande extensão, faz necessário um grande número de dados referentes às resistências ao arrancamento das fundações. Para o caso, de estacas helicoidais esses dados podem adquiridos na forma de torque no final da instalação, uma vez que essa medida pode ser feita em todas as estacas, consistindo em um controle de qualidade de execução.

Apesar disso, a validade do uso do torque como parâmetro para definição da resistência ao arrancamento necessita de calibração com os resultados de ensaios de tração.

Nesse trabalho, escolheu duas equações que consistem em métodos que representam ruptura física. Apesar disso, a qualidade do ajuste das curvas depende da quantidade de pontos medidos e do quanto o último nível de carregamento se aproxima da ruptura.

Outra variável que deve ser avaliada adequadamente nos ensaios de arrancamento é alongamento das hastes, força resistente da solda na ligação hélice e haste, e a força resistente do

sistema de conexão entre estai e estaca, todas essas variáveis citadas foram consideradas para absorverem a maior solicitação provocada pelo estai em sua hipótese com maior carregamento, onde o elo mais crítico para a ruptura ocorresse entre estai e elemento estrutural de fundação e não entre estai elementos que constituem a estaca helicoidal, como parafusos, manilhas e soldas.

Dessa forma, as correlações empíricas para determinar a resistência da estaca em função do torque medido, introduz o erro da determinação do fator K_t .

Devido a todas essas incertezas, o uso de um coeficiente de segurança global para o dimensionamento das fundações em estacas helicoidais em LTs é inviável e pode ocasionar projetos inseguros.

Por isso, nesse artigo determinou-se a probabilidade de ruína considerando dois métodos de instalação de estacas helicoidais o primeiro evidencia-se pela profundidade mínima de ruptura da estaca e o segundo considerou-se o torque ultimo de instalação, de acordo com os resultados apresentados observou-se que a probabilidade de ruína aumenta de forma expressiva quando utiliza-se o método que não tem o controle de torque durante a instalação das estacas, colocando o elemento estrutural de fundação com sérios riscos de ruína durante seu estado de serviço.

Conclui-se então que durante a instalação das estacas helicoidais é primordial que se tenha um controle rigoroso do torque de instalação, para que a fundação atenda as solicitações de forma segura a não comprometer a estabilidade das torres de LTs.

Para continuidade do trabalho e para comprovação da real eficácia do método para cálculo da probabilidade de ruína e dos coeficientes de segurança recomenda-se que seja realizado ensaios de arrancamento até carga de ruptura da estaca helicoidal avaliando-se o deslocamento máximo da estaca atribuindo-se deslocamentos admissíveis da ordem de 25mm ou 10% do diâmetro da última hélice da estaca helicoidal.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U. R. (1991). *Previsão e controle das fundações*. Editora Edgar Blucher, São Paulo.
- Ang, A. H. S. e Tang, W. (1984). *Probability concepts in engineering planning and design*. Volume II: Decision, risk and reliability. John Wiley and sons. New York, EUA.
- Aoki, N.; Cintra, J. C. A.; Esquivel, E. R. e Russo Neto, L. (2008). *Prediction of the Behaviour of a Pile Foundation Under Static Loading Condition Using In Situ Tests Results*. Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. Experimental Site - ISC'2 International Prediction Event., v. 1. p. 445-465.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – “NBR-5422 (1985): *Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica*”, Rio de Janeiro, ABNT.
- Cardoso, A. S. e Fernandes, M. M. (2001). *Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according of Eurocode 7*. Géotechnique 51, No. 6, pp. 519-531.
- Carvalho, I. P. G. (2007). *Estudo teórico-experimental da capacidade de carga à tração e compressão de estacas metálicas helicoidais*. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Chance, A. B. (1994). *Helical pier foundation systems*. Technical Manual. 10p.
- Chin, F. K. (1970). *Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure*. Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90.
- Das, B. M. (1990). *Earth Anchors*. Elsevier Science Publisher, New York.

- Fellenius, B. H. (1975). *Test load of piles and new proof test procedure*. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 101, GT9, pp. 855-869.
- Fellenius, B. H. (1980). *The analysis of results from routine pile load tests*. Ground Engineering, London, vol. 13, n.6, pp. 19-31.
- Fusco, P. B. (1977). *Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas*. Editora da Universidade de São Paulo e Ed. McGraw-Hill do Brasil.
- Hoyt, R. M. e Clemence, S.P. (1989). *Uplift capacity of helical anchors in soil*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 1019-1022, Rio de Janeiro.
- Mitsch, M. P. e Clemence, S. P. (1985). *The uplift capacity of helix anchors in sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil*, Proceedings of a session sponsored by the geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, pp. 26-47.
- Navajas, S. e Niyama, S. (1996). *Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco numa obra portuária*. Terceiro seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia: São Paulo, vol 1, pp. 331-342.
- Perko, H. A. e Rupiper, S. J. (2000). *Energy method for predicting installation torque of helical foundations and anchors*. Proceedings of GeoDenver. Geotechnical Special Publication, ASCE, Reston, VA.
- Perko, H. A. (2009). *Helical piles: a practical guide to design and installation*. John Wiley & Sons, USA.
- Stephenson, R. W (2003). *Design and installation of torque anchors for tiebacks and foundations*. University of Missouri-Rolla;
- Terzaghi, K. (1942). *Pile-driving formulas. Discussion on the progress report of the committee on the bearing value of pile foundations*. Proceedings of the ASCE, v. 68, n. 2, pp. 311-323, Feb.
- Velloso A. D e Lopes R. F. (2009). *Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo.